

Il periodo nella valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.

G.M. Verderame, I. Iervolino, C. Mariniello e G. Manfredi

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, Via Claudio 21, 80125 Napoli

Keywords: Cemento armato, Edificio, Struttura, Periodo Elastico, Periodo Effettivo, Analisi Statica.

ABSTRACT:

Il periodo, a seconda della sua definizione, gioca un ruolo primario sia nella progettazione sia nella valutazione della prestazione sismica di strutture nuove ed esistenti. Alcuni studi sperimentali degli anni passati, calibrati su dati provenienti da edifici monitorati sottoposti ad azione sismica, hanno fatto da riferimento per lo sviluppo di relazioni semplificate atte alla stima del periodo elastico e recepite dai codici internazionali per la valutazione delle forze sismiche di progetto. Relazioni simili sono state sviluppate, per via numerica, per il periodo effettivo, il quale essendo il periodo di un oscillatore elasto-plastico con comportamento non-lineare *equivalente* a quello della struttura in esame, contribuisce a determinare la domanda spettrale e quindi la prestazione nell'ambito di metodi statici non-lineari. Gli edifici in cemento armato di cui è costituito in larga parte il patrimonio edilizio italiano, in particolare quelli progettati per soli carichi gravitazionali, possono presentare una significativa variabilità di configurazione strutturale una volta fissate le dimensioni dell'edificio che, si intuisce, possa riflettersi sia sul periodo elastico. A ciò si aggiunge la considerazione o meno del contributo della scala alle proprietà vibrazionali della struttura e, per quanto riguarda il periodo effettivo, la scelta del criterio di equivalenza tra sistema ad molti gradi di libertà e quello a singolo grado di libertà. Nello studio presentato questi aspetti sono analizzati e discussi in relazione ad una popolazione di edifici riprogettata ad hoc con criteri compatibili con quelli a cui fanno riferimento gli edifici esistenti in Italia. Per questa popolazione sono stati valutati periodo elastico ed effettivo in entrambe le direzioni principali, longitudinale e trasversale. I risultati sono stati trattati con una analisi di regressione in funzione dell'altezza e della superficie, notando come l'aggiunta di questo parametro in taluni casi consenta di spiegare la grande variabilità osservata altrimenti non ben catturata dall'altezza.

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito delle procedure statiche per la analisi delle strutture, il periodo fondamentale di vibrazione è una delle caratteristiche globali necessarie alla valutazione delle sollecitazioni derivanti dall'azione sismica. Nei metodi di analisi lineare la determinazione del *periodo elastico* guida la stima delle forze orizzontali di progetto.

Nei metodi di analisi statica non-lineare il *periodo effettivo*, insieme a resistenza e duttilità, è una delle grandezze fondamentali che serve a definire il comportamento strutturale globale.

In generale, il periodo gioca un ruolo primario nella valutazione di edifici nuovi o esistenti in quanto lega la capacità alla domanda sismica permettendo di determinare la prestazione attesa e quindi la sicurezza.

La grande maggioranza dei codici normativi a livello internazionale propone relazioni semplificate atte a stimare il periodo elastico delle strutture come funzione all'altezza o del numero di piani. Tali relazioni, in particolare quelle che si riferiscono agli edifici in cemento armato con sistema strutturale a telaio, sono state calibrate su alcuni studi di carattere sperimentale che sono stati presi a riferimento a livello mondiale. Tali analisi si basano su monitoraggio di edifici sottoposti ad azioni sismiche, anche ripetute, in zone ad alta pericolosità in cui la progettazione sismica è implementata da tempo.

Si è tentato recentemente, per via completamente meccanico-numerica, di proporre relazioni dello stesso tipo per il periodo effettivo, sebbene la valutazione di quest'ultimo sia dipendente non solo da fattori prettamente strutturali ma anche da alcune procedure convenzionali con cui si interpreta e manipola la curva di capacità della struttura per valuta-

re la prestazione della stessa attraverso metodi spettrali.

E' noto come gli edifici in cemento armato, parte significativa del patrimonio costruito in Italia, siano stati concepiti e costruiti in gran parte tra il primo e secondo dopoguerra quando solo una ridotta porzione del territorio nazionale era considerata di tipo sismico e quindi non tenendo in conto affatto, o quantomeno non in modo appropriato, di carichi di tipo orizzontale. Ciò fa sì che a edifici progettati per soli carichi verticali, a parità di altezza, possano corrispondere molteplici sistemi strutturali che prescindono dalla regolarità dei sistemi a telaio progettati per le azioni sismiche. Si intuisce quindi che, fissata l'altezza, i periodi elastici nelle due direzioni orizzontali possano essere influenzati da questa possibile eterogeneità di sistema strutturale.

Lo studio discusso in questo lavoro ha lo scopo di investigare, per via analitica, la variabilità di periodo elastico ed effettivo al variare dei parametri di configurazione strutturale che lo possono influenzare. A tal proposito si è fatto riferimento a edifici esistenti tipici, quali quelli a pianta rettangolare progettati per soli carichi verticali con un numero di piani variabile tra 2 e 8. A questi sono state associate una serie di strutture attraverso una procedura di riprogettazione secondo i criteri dell'epoca alla quale si suppone risalga la costruzione.

Le analisi sono state condotte, quindi, su edifici tridimensionali valutando esplicitamente il contributo della scala per stabilirne gli effetti sulle proprietà vibrazionali e deformative della struttura.

I periodi elastici nelle due direzioni principali sono stati valutati e messi in relazione all'altezza così come suggerito dalle formule normative e derivanti da una analisi dello stato dell'arte. Ciò ha permesso valutare la variabilità del periodo degli edifici esistenti sia in relazione all'altezza ma anche delle variazioni di massa e di rigidezza al variare del sistema strutturale.

Con riferimento agli edifici analizzati si è riscontrata una significativa variabilità del periodo, comunque definito, la quale non è sempre ben spiegata dall'altezza come avviene per gli edifici progettati sismicamente. Si osserva, inoltre, come questo derivi dalle variazioni non comparabili di massa e rigidezza per cui il periodo risulta spiegabile anche con un parametro di superficie.

Nel seguito, dopo una breve rassegna dello stato dell'arte sulla valutazione semplificata del periodo degli edifici a struttura in cemento armato, sono descritti i metodi di valutazione di periodo elastico ed effettivo utilizzati nello studio presentato e si discute la popolazione simulata di edifici considerati. Infine sono presentati i risultati in termini di grandezze che influenzano il periodo elastico ed il periodo effettivo valutato a seguito di analisi statica non-lineare.

2 VALUTAZIONE DEL PERIODO NELLA LETTERATURA TECNICA

La determinazione del periodo è un punto prioritario nel processo di progettazione o valutazione in quanto la richiesta sismica del generico edificio dipende principalmente da tale caratteristica.

In generale, il periodo elastico dipende da molteplici fattori che possono direttamente influenzare la massa e la rigidezza della struttura. Se la massa è strettamente dipendente dalle dimensioni in pianta e dal numero di piani, la rigidezza è fortemente influenzata dalle caratteristiche strutturali dell'edificio e dall'altezza. Inoltre, la valutazione del periodo effettivo, che per definizione sintetizza il comportamento post-elastico della struttura, non può prescindere dalle caratteristiche meccaniche degli elementi componenti la struttura quali la fase post-fessurativa o la resistenza flessionale.

Tuttavia la maggior parte delle relazioni presenti in letteratura e finalizzate alla determinazione del periodo sono funzione dell'altezza totale H in quanto, più di ogni altro parametro, riassume il rapporto tra la rigidezza e la massa dell'edificio.

La calibrazione di tali relazioni è generalmente effettuata per via numerica o sulla base di dati sperimentali. Il tradizionale approccio numerico è basato sull'analisi (elastica o non lineare) di un set di edifici accomunati dalla stessa tipologia strutturale e sulla conseguente derivazione di una curva interpolante. L'approccio sperimentale, in analogia al caso precedente, definisce tale relazione sulla base di periodi ricavati dall'analisi dei dati registrati dal monitoraggio di edifici sottoposti ad azioni sismiche, anche ripetute.

La formulazione semplificata tradizionalmente adottata relaziona il periodo elastico all'altezza H dell'edificio nella seguente forma:

$$T = \alpha H^\beta \quad (1)$$

dove α è un coefficiente dipendente dalla tipologia strutturale.

Essa compare per la prima volta in ATC3-06 (ATC, 1978) assumendo $\beta=0.75$, mentre il coefficiente α , calibrato sulla base dei periodi misurati durante il sisma di San Fernando del 1971, è posto pari a 0.025 (se H è in piedi) o, in maniera equivalente, a 0.06 (se H è espressa metri). L'espressione (1) può ricavarsi per via numerica attraverso il metodo di Rayleigh, come riportato in (Chopra, 1995), con le seguenti assunzioni: (i) forze sismiche distribuite linearmente lungo l'altezza, (ii) distribuzione delle masse di piano costante lungo l'altezza, (iii) deformata lineare lungo l'altezza ed infine taglio alla base proporzionale a $1/T^\gamma$. In queste ipotesi il periodo può esprimersi come:

$$T = C_1 H^{1/(2-\gamma)} \quad (2)$$

Se il taglio alla base è proporzionale a $1/T^{2/3}$, ossia con $\gamma=2/3$ così come stabilito dalle indicazioni statunitensi (UBC, 1997) si ottiene:

$$T=C_1H^{0.75} \quad (3)$$

Solo successivamente, su indicazione del commentario SEAOC-88 (SEAOC, 1998) il valore di α viene modificato a 0.030 (con H in piedi) ossia a 0.073 (con H in metri) e utilizzato dai principali codici normativi. L'espressione (3) è adotta anche dalla normativa europea EC8 (CEN, 2004) con l'arrotondamento di α a 0.075. In alternativa, le indicazioni NEHRP-94 utilizzano una relazione del periodo in funzione del numero dei piani N ($T = 0.1N$) limitata ad edifici con massimo 12 piani e altezze di interpiano non inferiori ai 3m. Tale formulazione era frequentemente adoperata da molti codici normativi prima dell'adozione della (1).

Nell'ultimo decennio, la calibrazione dei coefficienti α e β della relazione (1) viene effettuata direttamente su una base dati sperimentali. Tuttavia, risulta evidente come tale approccio renda la valutazione del periodo dipendente dalla entità dell'eccitazione sismica. In tal senso, Goel e Chopra (1997), collezionano una base dati sperimentale di ben 37 edifici in c.a., progettati sismicamente e di altezza variabile tra i 10 e 100m. Per ciascun edificio sono misurati i periodi lungo le due direzioni planimetriche, trasversale e longitudinale. Gli edifici, sono soggetti a 8 terremoti californiani, da San Fernando del 1971 a quello di Northridge del 1994, di diversa entità. In particolare, 22 edifici sono soggetti ad una accelerazione base inferiore a 0.15g mentre i restanti ad una accelerazione superiore a 0.15g.

L'analisi del database consente di effettuare una serie di considerazioni. In primo luogo, gli edifici soggetti ad una accelerazione elevata sono caratterizzati, a parità di altezza, da un periodo maggiore. Tale circostanza è senza dubbio riconducibile alla minore rigidità che caratterizza gli elementi strutturali soggetti ad una maggiore richiesta sismica causata dalla fessurazione.

Inoltre, dal confronto tra i risultati osservazionali e quelli derivanti dalla relazione (3) si evidenzia come, in generale, la formulazione normativa tenda a sottostimare il periodo dell'edificio ed in particolar modo per altezze superiori ai 50m. Tale aspetto è ulteriormente amplificato per gli edifici soggetti ad accelerazioni maggiori di 0.15g.

Alla luce di siffatte considerazioni, gli autori propongono quale alternativa alla (3) le seguenti relazioni:

$$T = 0.052H^{0.9} \quad (4)$$

$$T=0.065H^{0.9} \quad (5)$$

$$T=0.044H^{0.9} \quad (6)$$

in cui l'altezza è espressa in metri. Le tre formulazioni forniscono il periodo rispettivamente come migliore regressione (4), come migliore regressione più la deviazione standard (5) e come migliore regressione meno la deviazione standard (6). Quest'ultima viene raccomandata in sede di progettazione sismica.

Analogamente, Hong e Hwang (2000) sulla base dei risultati registrati su 21 edifici in c.a., progettati sismicamente, presenti sul territorio di Taiwan e sottoposti a 4 eventi di moderata entità tale da non violare il comportamento elastico della struttura, propongono quale relazione periodo-altezza la seguente espressione:

$$T = 0.029H^{0.804} \quad (7)$$

Inoltre, gli autori evidenziano anche il ruolo non secondario delle dimensioni in pianta sulla valutazione del periodo. E' interessante rilevare come le due formulazioni a base osservazionale forniscano periodi notevolmente diversi tra loro. In Figura 1 risulta palese come la relazione (4) sovrastima, in media, nella misura del 130% i periodi valutati con la relazione (7). Tale aspetto è da ricondursi da un lato ai differenti criteri di progettazione sismica nonché alla diversa pratica costruttiva che caratterizza i due paesi. Viceversa, la formulazione normativa (3) e la relazione periodo-numero dei piani, specializzata per una altezza di interpiano di 3m, conducono a risultati non significativamente diversi tra loro nel range di altezze tipiche del costruito italiano.

In generale, appare chiaro, come le relazioni derivate dal tradizionale approccio numerico, Eq. (1) e (3), risultino subordinate ad una serie di assunzioni riguardanti da un lato la risposta dinamica della struttura (i) e (iii) e dall'altro ad aspetti correlati alla progettazione sismica della stessa (iv).

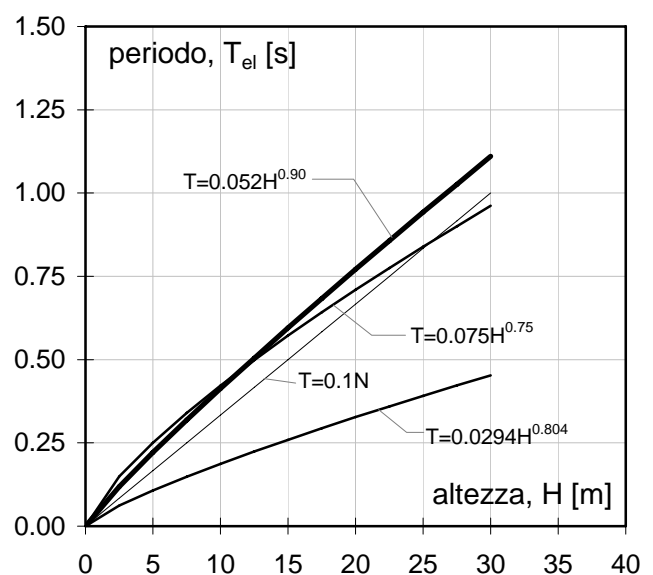


Figura 1. Comparazione delle principali formulazione periodo-altezza di letteratura

Inoltre, come già evidenziato, anche l'approccio osservazionale conduce a risultati influenzati dalla pratica progettuale nonché costruttiva adottata. Tali considerazioni, in via teorica, possono condurre a formulazioni del periodo significativamente differenti da quelle analizzate soprattutto per edifici progettati con indicazioni sismiche obsolete o per soli carichi gravitazionali, condizioni generalmente presenti per gli edifici esistenti.

Tuttavia, durante un generico evento sismico, la richiesta non può prescindere dal reale comportamento post-elastico della struttura. In tal senso risulta necessaria la valutazione di un periodo effettivo che tenga in conto del degrado di rigidezza strutturale causato dalla fase fessurativa e post-elastica. La determinazione del periodo effettivo è realizzata secondo due diverse metodologie. La prima si basa sulla definizione di una rigidezza secante di entità minore di quella meramente elastica; la seconda si basa sull'implementazione di analisi statiche o dinamiche non lineari.

Numerose risultano le proposte presenti in letteratura relative alla definizione della rigidezza secante di sezione o elemento. Paulay e Priestley (1992) propongono l'utilizzo di una rigidezza fessurata quale aliquota della corrispondente inerzia non fessurata I_g . L'inerzia fessurata delle travi è subordinata alla morfologia della sezione mentre quella delle colonne è funzione dell'entità dello sforzo assiale adimensionalizzato. Tale approccio è stato recepito anche dalle FEMA 356 (ASCE, 2000).

Tuttavia, Priestley (2003) evidenzia come la rigidezza secante così valutata prescinde dalla dipendenza dalla resistenza flessionale allo snervamento M_y che a sua volta risulta indipendente dalla curvatura allo snervamento ϕ_y . L'autore propone una espressione semplificata della curvatura di snervamento ϕ_y da utilizzarsi nella determinazione della rigidezza fessurata. Tale formulazione ben si confronta con la rigidezza fessurata proposta da Sugano (1970) da valutarsi quale aliquota della rigidezza elastica mediante l'impiego di un fattore k ottenuto via empirico-sperimentale.

Un interessante comparazione dei risultati ottenuti con le precedenti formulazione della rigidezza fessurata è presentata in (Crowley, 2003). Con riferimento ad un set di telai piani estratti da edifici europei, sono ricavate delle relazioni semplificate periodo-altezza ottenute mediante analisi di maniche lineari eseguite con diverse formulazioni della rigidezza fessurata. Con riferimento alla stessa popolazione di edifici Crowley e Pinho (2004) propongono una formulazione semplificata del periodo effettivo ottenuta sulla base dei risultati di analisi lineari con rigidezza fessurata e attraverso l'esecuzione di analisi non lineari, statiche adattive e dinamiche.

La formulazione relaziona il periodo effettivo all'altezza H come riportato in Eq. (8), che ulteriormente semplificata diviene la Eq. (9).

$$T=0.073H^{1.1} \quad (8)$$

$$T=0.1H \quad (9)$$

3 GLI EDIFICI ESISTENTI

La maggior parte delle formulazioni riviste nella sezione precedente sono state concepite per edifici oggetto di una moderna progettazione sismica. Ciò nonostante, si è evidenziato come la determinazione del periodo in funzione di pochi parametri dimensionali, quali l'altezza, possa risultare influenzata dalla risposta dinamica della struttura nonché dai criteri di progettazione e dalla pratica costruttiva dell'edificio.

Viceversa, gli edifici esistenti in c.a., sono in genere progettati con norme sismiche obsolete ovvero in zone che all'epoca di costruzione non risultavano classificate sismicamente. Pertanto, in generale, tali edifici non rispecchiano tutte quelle caratteristiche che un edificio di nuova progettazione certamente possiede. Essi sono generalmente caratterizzati da una maglia strutturale non regolare; la distribuzione dei sistemi resistenti risulta spesso non uniforme. La progettazione gravitazionale o secondo obsoleti criteri di progettazione sismica determina modeste dimensioni delle sezioni degli elementi e una distribuzione delle rigidezze irregolare in elevazione. Tale considerazione si traduce da un lato in una minore rigidezza laterale e in una consistente differenza di rigidezza lungo le due direzioni principali. Da ciò scaturisce che, a parità di massa, due edifici concepiti in epoche differenti sono caratterizzati da una forte differenza dei periodi propri di vibrazione.

In via teorica tale tendenza risulta inalterata anche considerando il comportamento non lineare. Le modeste dimensioni delle sezioni, le basse percentuali di armatura, le diverse caratteristiche meccaniche dei materiali associate alle scarse prestazioni di aderenza determinano una minore resistenza e una maggiore deformabilità in fase post-elastica. Tali considerazioni, inducono a credere legittimamente che anche il periodo effettivo degli edifici esistenti risulta maggiore del corrispondente periodo di un edificio di nuova progettazione.

Nel prosieguo l'attenzione è rivolta da una particolare tipologia strutturale denominata a *telai piani paralleli*. Tale configurazione strutturale, utilizzata sia per carichi gravitazionali che sismici, presenta un sistema resistente molto differente lungo le due direzioni principali mostrando forti difformità in termini di rigidezza. Inoltre, la presenza della del vano scala, generalmente posizionata lungo la direzione meno rigida, svolge un ruolo predominante nella valutazione della risposta elastica e non lineare lungo la direzione trasversale dell'edificio.

4 LA VALUTAZIONE DEL PERIODO

La metodologia finalizzata alla valutazione del periodo elastico ed inelastico, si fonda su un processo che analizza la risposta sismica di una popolazione di edifici generati dalla variazione di parametri geometrici, strutturali e meccanici (Iervolino et al., 2007). Il processo di simulazione si sintetizza nelle seguenti fasi:

- i) identificazione dell'edificio modello. Tale fase è caratterizzata dalla definizione delle dimensioni in pianta e dall'altezza dell'edificio;
- ii) identificazione delle configurazioni strutturali compatibili con l'edificio-modello. Tale fase è caratterizzata dalla definizione di parametri geometrici e/o strutturali quali il numero di telai, la dimensione delle campate, orientamento dei pilastri, ecc.;
- iii) simulazione progettuale finalizzata alla definizione delle sezioni degli elementi strutturali e dei quantitativi di armatura longitudinale e trasversale;
- iv) valutazione della risposta sismica lineare e non lineare della generica struttura compatibile con l'edificio-modello. Tale fase è effettuata attraverso l'esecuzione di un codice di analisi che tiene in conto della variabilità delle caratteristiche meccaniche dei materiali calcestruzzo e acciaio.

Le modalità di progettazione sono tenute in conto nella fase (ii) e (iii). Nel caso di sola progettazione gravitazionale la definizione del numero di telai è effettuata nel rispetto della distribuzione dei soli carichi gravitazionali senza effettuare alcuna considerazione sulla ripartizione delle forze sismiche. Inoltre, la fase di simulazione progettuale è implementata con riferimento delle indicazioni normative in vigore durante la finestra temporale di riferimento. Al generico edificio possono corrispondere una molteplicità di strutture determinate dalla numerosità delle configurazioni strutturali con esso compatibili e dalle resistenze dei materiali ad esse associate. La valutazione della risposta sismica viene effettuata secondo due distinte metodologie di analisi: i parametri di risposta lineare sono valutati attraverso l'esecuzione di una analisi modale, mentre la risposta non lineare mediante una analisi di push-over

4.1 Il periodo elastico

La valutazione delle caratteristiche elastiche della singola struttura associata al generico edificio viene effettuata attraverso l'analisi agli autovalori con riferimento al sistema in Eq. (10):

$$([K]-\omega^2[M])\{\phi\}=\{0\} \quad (10)$$

Dove $[K]$ è la matrice di rigidezza elastica della struttura intesa come sistema a più gradi di libertà

(MDOF), $[M]$ è la matrice delle masse sismiche di piano, $\{\phi\}$ è il vettore del generico modo di vibrazione, mentre ω è la pulsazione ad esso associata.

La definizione geometrica degli elementi strutturali nonché delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo consente implicitamente per ciascuna struttura di valutare la matrice di rigidezza elastica $[K]$. In particolare, la rigidezza di sezione EI è valutata con riferimento all'inerzia (I) geometrica della sezione trasversale del generico elemento strutturale e al modulo di elasticità E_c del calcestruzzo definito come in Eq. (11) in cui R_c è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo espressa in MPa.

$$E_c=5700\sqrt{R_c} \text{ (MPa)} \quad (11)$$

Le masse di piano contenute nella matrice diagonale $[M]$ sono valutate nel rispetto delle indicazioni riportate nell'Eurocodice 8 o EC8 (CEN, 2004) sulla base dell'analisi dei carichi permanenti e accidentali computati per la singola struttura oggetto di analisi.

Dal sistema in Eq. (10) sono determinate le singole pulsazioni ω_i , le forme modali $\{\phi\}_i$ nonché la massa efficace m_i^* associata allo i -esimo modo definita come:

$$m_i^*=\sum m_k \phi_{k,i} \quad (12)$$

con m_k massa sismica del piano k -esimo, $\phi_{k,i}$ componente del vettore spostamento modale del piano k -esimo associato al modo i -esimo. In particolare, sono valutate le grandezze relative ai soli modi fondamentali, prevalentemente traslazionali, associati alle due direzioni principali dell'edificio contenente la struttura oggetto di analisi. Pertanto, definendo come longitudinale la direzione di massima dimensione e con trasversale la direzione di minima dimensione in pianta dell'edificio, sono valutati per entrambe le direzioni la prima forma modale $\{\phi\}$ e pulsazione ω , la massa efficace m^* nonché il periodo elastico T_{el} quale rapporto:

$$T_{el}=\frac{2\pi}{\omega} \quad (13)$$

4.2 Il periodo effettivo

La valutazione del periodo effettivo viene effettuata attraverso l'esecuzione di una analisi di *push-over*. Il comportamento non lineare degli elementi strutturali è valutato attraverso un modello a plasticità concentrata. La curva caratteristica degli elementi a comportamento flessionale (duttile) è definita da una curva momento-rotazione così come riportata in . I momenti di fessurazione M_{cr} , di snervamento M_y , e massimo M_{max} sono valutati mediante una analisi della sezione di estremità dell'elemento; di contro, il momento ultimo M_u è valutato considerando una diminuzione di resistenza flessionale pari al 15% rispetto al massimo momento M_{max} .

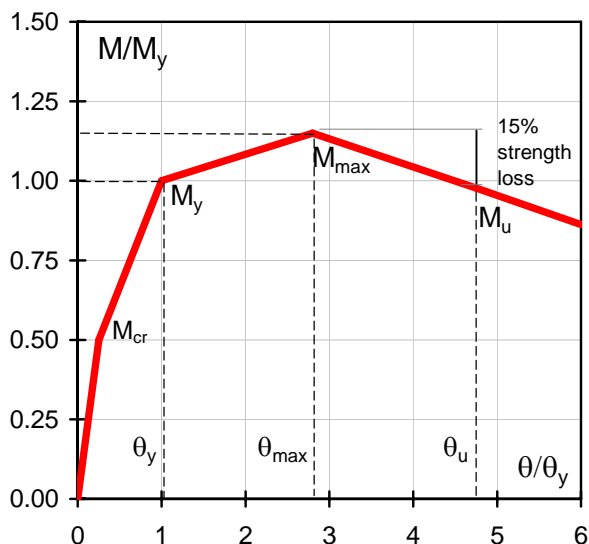


Figura 2. Legame tipico momento-rotazione.

Analogamente sono definite le curvature relative alla fase di snervamento ϕ_y e di massimo momento ϕ_{max} . Le rotazioni di corda sono valutate sulla base delle indicazioni riportate nell'EC8. In particolare, la rotazione di corda allo snervamento è valutata come:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (14)$$

dove ϕ_y è la curvatura di snervamento, L_V la luce di taglio, h l'altezza della sezione, f_y la tensione di snervamento e f_c la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo. La rotazione di corda corrispondente alla condizione di crisi dell'elemento è definita come:

$$\theta_u = 0.016 (0.3)^v [\bar{\omega} f_c]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{(\bar{\alpha})} \quad (15)$$

dove v è lo sforzo assiale dimensionale, $\bar{\omega}$ (da non confondersi con la pulsazione sopra definita) il rapporto meccanico tra l'armatura longitudinale tesa e compressa, $\bar{\alpha}$ tiene conto del grado di confinamento prodotto dall'armatura trasversale. La rotazione di picco θ_{max} , non esplicitamente riportata nell'EC8, è valutata in maniera approssimata in funzione della corrispondente curvatura ϕ_{max} e della lunghezza di cerniera plastica L_{pl} così come riportata dal codice europeo:

$$\theta_{max} = \left(\theta_y + (\phi_{max} - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (16)$$

La valutazione dei parametri di definizione della curva momento-rotazione è effettuata nell'ipotesi di sforzo assiale costante durante l'analisi e corrispondente al valore registrato per effetto dei soli carichi gravitazionali. L'analisi non lineare è effettuata in maniera separata per ambedue le direzioni principali dell'edificio contenente la struttura oggetto di analisi.

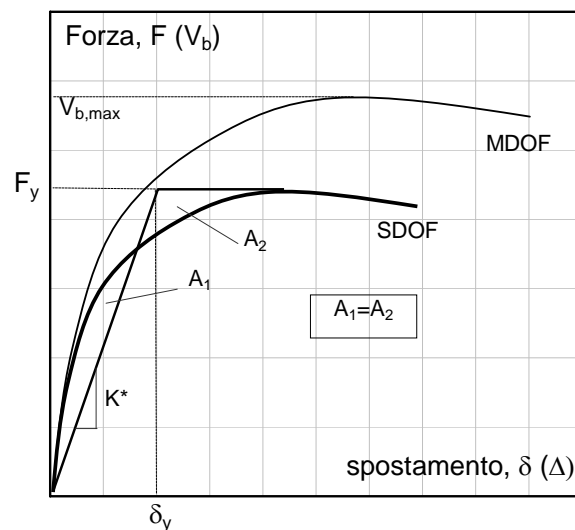


Figura 3. Rappresentazione elasto-plastica della curva di push-over

E' eseguita dapprima una analisi non lineare per effetto dei soli carichi gravitazionali.

Successivamente, per ciascuna direzione di carico è applicata una distribuzione di forze crescente proporzionale al prodotto tra le masse di piano e la forma modale associata al modo fondamentale.

La curva di push-over espressa in termini di taglio alla base-spostamento in sommità ($V_b - \Delta$) è determinata sino alla massima resistenza globale della struttura, il che è consistente con il modello meccanico adottato. La valutazione del periodo effettivo della struttura è effettuata con riferimento ad un oscillatore ad un grado di libertà SDOF *equivalente* al reale sistema MDOF. Il legame forza - spostamento ($F - \delta$) del sistema SDOF è definito sulla base della relazione taglio alla base - spostamento in sommità ($V_b - \Delta$) del sistema MDOF come segue:

$$F = \frac{V_b}{\Gamma}; \quad \delta = \frac{\Delta}{\Gamma} \quad (17)$$

dove Γ è il coefficiente di partecipazione modale associato al modo fondamentale della direzione di carico:

$$\Gamma = \frac{\sum m_k \phi_{k,1}}{\sum m_k \phi_{k,1}^2} \quad (18)$$

Le caratteristiche dinamiche del sistema SDOF sono valutate a partire da una rappresentazione elasto-plastica bilineare della curva di push-over del sistema MDOF. La rappresentazione elasto-plastica ideale della relazione forza-spostamento ($F - \delta$) del sistema SDOF è realizzata nel rispetto del principio di equivalenza energetico. In particolare, la rappresentazione bilineare è effettuata con riferimento al massimo taglio alla base $V_{b,max}$ del sistema MDOF ovvero della massima resistenza F_y del sistema SDOF, come riportato in . In tal senso, è possibile associare al sistema SDOF, una massa efficace m^* e una rigidità effettiva K^* :

$$m^* = \sum m_k \phi_{k,1}; \quad K^* = \frac{F_y}{\delta_y} \quad (19)$$

Infine, il periodo effettivo della struttura MDOF è valutato con riferimento alle caratteristiche del sistema equivalente SDOF come:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{K^*}} \quad (20)$$

I periodi effettivi, analogamente al caso elastico, sono valutati per entrambe le direzioni principali dell'edificio contenente la struttura oggetto di analisi.

4.3 Gli edifici oggetto di studio

La generazione della popolazione di edifici oggetto di analisi è effettuata attraverso il processo di simulazione sinteticamente discusso nella sezione 4 e riportato in (Verderame et al., 2006).

L'attenzione è rivolta ad una distinta categoria di edifici, spesso di edilizia pubblica, a destinazione abitativa molto diffusa sul territorio nazionale e la cui epoca di costruzione è temporalmente collocabile nel ventennio '50-'70. In generale, gli edifici di questo tipo presentano una pianta assimilabile ad una morfologia rettangolare con un numero di piani non particolarmente elevato. La distribuzione abitativa è generalmente caratterizzata da due o più unità per piano mentre il collegamento verticale è spesso definito da una scala a due rampanti collocata in posizione centrale rispetto alla direzione longitudinale.

Il processo di generazione è finalizzato alla simulazione di edifici che risultino caratterizzati dagli aspetti geometrici e architettonici della categoria edilizia oggetto di analisi. Sono presentate le fasi principali del processo di simulazione progettuale specializzate al caso in esame.

L'edificio-modello è caratterizzato da una pianta rettangolare. Esso è identificato dalle sue dimensioni globali: dalla dimensione longitudinale D , dalla dimensione trasversale B e dall'altezza globale H valutata rispetto allo spiccato delle fondazioni. Le altezze di interpiano sono intese costanti lungo l'elevazione e pari a 3.00m.

La configurazione strutturale, compatibile con le dimensioni globali dell'edificio, è definita secondo una concezione progettuale di tipo gravitazionale. In particolare, è analizzata una tipologia strutturale denominata a *telai piani paralleli*. Essa è caratterizzata da solai di piano orditi in unica direzione, generalmente coincidente con la dimensione minima in pianta. Tale circostanza comporta la presenza di telai piani tra loro paralleli da cui la denominazione, lungo la direzione longitudinale, destinati a sostenere i carichi gravitazionali derivanti dai solai. Per contro lungo la direzione trasversale, parallela all'orditura

dei solai, sono presenti solo due telai piani di perimetro e la sottostruttura della scala. In Figura 4 è riportata la tipica carpenteria della tipologia strutturale considerata.

Le configurazioni strutturali del generico edificio si diversificano in relazione alle dimensioni delle campate, intese variabili nell'intervallo 3.0-5.0m, e all'orientamento dei pilastri.

La progettazione degli elementi componenti la singola configurazione strutturale è eseguita per effetto dei soli carichi gravitazionali. I carichi permanenti sono direttamente valutati in funzione dei carichi unitari strutturali e non strutturali; i carichi accidentali sono desunti dalle indicazioni normative. Le modalità progettuali utilizzate sono compatibili con i criteri utilizzati nell'arco temporale considerato; si adotta una metodologia lineare definita da tensioni ammissibili rispettose delle indicazioni riportate in Regio Decreto del 1939 (R.D. 2229/1939). In tal modo, è possibile identificare una popolazione di edifici caratterizzati da dimensioni globali variabili, sia in pianta che in altezza. In particolare, le dimensioni globali sono intese variabili secondo le seguenti suddivisioni:

- la dimensione longitudinale $D = \{15.0\text{m}, 20.0\text{m}, 25.0\text{m}, 30.0\text{m}\}$;
- la dimensione trasversale $B = \{8.0\text{m}, 10.0\text{m}, 12.0\text{m}\}$;
- l'altezza è invece variabile tra i 2 e gli 8 piani corrispondente ad un intervallo compreso tra i 6.0-24.0m.

In definitiva, con riferimento alla generica altezza sono generati, in funzione alla variabilità delle dimensioni in pianta e delle configurazioni strutturali, 25 diversi edifici; la popolazione degli edifici analizzati è pertanto definita da un totale $n = 175$ edifici. Infine, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti il generico edificio sono intese costanti e definite da una resistenza media a compressione del calcestruzzo di 25MPa e da una tensione media di snervamento dell'acciaio di armatura di 360 MPa.

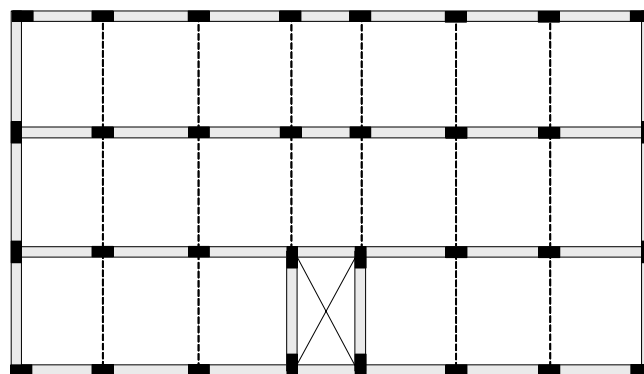


Figura 4. Carpenteria della tipologia strutturale dell'edificio modello analizzato

5 RISULTATI E DISCUSSIONE

E' stato discusso come la definizione di una formulazione approssimata che fornisca il periodo elastico ed effettivo degli edifici in c.a. esistenti sia rilevante ai fini della determinazione, almeno in prima istanza, delle richieste sismiche in termini di accelerazione e spostamento.

Tuttavia, la valutazione di una siffatta formulazione di stima non può prescindere dagli aspetti strutturali degli edifici esistenti che si presentano assai differenti dagli edifici progettati secondo una moderna concezione sismica. La regolarità in pianta o in elevazione e la gerarchia delle resistenze sono aspetti generalmente assenti nel processo progettuale degli edifici esistenti. In particolare, le strutture intelaiate sono spesso caratterizzate da una distribuzione dei sistemi resistenti non uniforme e rivolta innanzitutto a sostenere i carichi gravitazionali. Tale circostanza, associata all'assenza di specifiche prescrizioni normative, conduce in generale ad una distribuzione delle rigidezze di piano sia in pianta che in elevazione caratterizzata da elevati gradienti.

In questo scenario va collocata la tipologia strutturale caratterizzante gli edifici oggetto di studio e denominata a telai piani paralleli. Tale configurazione strutturale, generalmente utilizzata per edifici a pianta rettangolare, presenta un sistema resistente molto differente lungo le due direzioni principali. Infatti, la direzione longitudinale presenta una serie di telai tra loro paralleli destinati a sostenere i carichi gravitazionali; la direzione trasversale è invece caratterizzata da due telai di estremità destinati a sostenere i soli elementi di tamponatura e dalla presenza del vano scala.

I risultati delle analisi condotte sulla popolazione di edifici precedentemente definita consentono di fare una serie di considerazioni riconducibili a tale caratteristica.

In Figura 5 pannelli (a) e (d) è riportato, in funzione dell'altezza dell'edificio, l'andamento dei periodi elastici, valutati secondo la procedura descritta nella sezione 4.1 per la direzione trasversale e longitudinale, rispettivamente. In generale, la direzione trasversale mostra in media un periodo elastico maggiore del corrispondente in direzione longitudinale. Inoltre, a parità di altezza la direzione trasversale fa registrare una maggiore variabilità del periodo elastico connessa alla variazione delle dimensioni in pianta degli edifici e delle configurazioni strutturali con essi compatibili. Tale risultato è da ricondursi alla diversa evoluzione della rigidezza traslazionale dei sistemi resistenti caratterizzanti le due direzioni al variare dell'altezza e delle dimensioni in pianta.

In Figura 5 sono anche riportati gli andamenti delle masse efficaci, pannelli (c) e (f), e delle rigidezze laterali, pannelli (b) e (e), al variare dell'altezza, per entrambe le direzioni considerate.

Le masse efficaci mostrano andamenti, al variare dell'altezza. Inoltre, condizionatamente all'altezza, si registra una elevata variabilità della massa efficace in entrambi i casi; ciò è certamente riconducibile alla variazione delle dimensioni in pianta.

In termini di rigidezza laterale, per contro, le due direzioni mostrano risultati significativamente diversi. La direzione trasversale è caratterizzata da una diminuzione di rigidezza laterale con un andamento pseudo-iperbolico mentre la direzione longitudinale è definita da una riduzione meno repentina al crescere dell'altezza. Viceversa, la direzione longitudinale mostra una consistente variabilità della rigidezza a parità di altezza rispetto alla direzione ad essa ortogonale.

Il primo risultato è riconducibile al ruolo che riveste il vano scala sulla rigidezza traslazionale della direzione trasversale. Infatti, sebbene la direzione trasversale risulti definita da soli due telai perimetrali, per altezze inferiori ai 9m, essa presenta una rigidezza mediamente superiore alla corrispondente nella direzione longitudinale. L'effetto del vano scala, tuttavia, tende a diminuire al crescere dell'altezza.

Il secondo aspetto, invece, è correlato alla diversa evoluzione del sistema resistente al variare delle dimensioni in pianta. La direzione longitudinale definita da telai piani paralleli è caratterizzata da un incremento di rigidezza al crescere della superficie in pianta; infatti, l'aumento della dimensione longitudinale comporta un incremento del numero di campate mentre l'aumento della dimensione trasversale conduce ad un incremento del numero di telai longitudinali. Al contrario, stante la dipendenza della rigidezza trasversale dal vano scala, la variazione delle dimensioni in pianta non conduce ad alcuna variazione del sottosistema scala; pertanto, la modesta variazione di rigidezza a parità di altezza è da ricondursi principalmente alla variazione del numero di campate o delle dimensioni degli elementi componenti i due telai perimetrali.

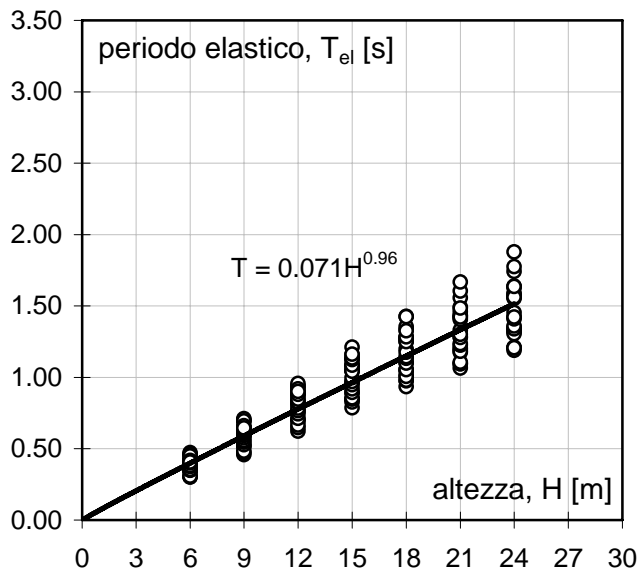
Una semplice analisi di regressione sulla popolazione dei periodi consente di legare il periodo elastico all'altezza. In particolare, coerentemente a quanto proposto in letteratura è adottata, in prima istanza, una formulazione di tipo potenza, che, sui dati ottenuti per la direzione trasversale è riportata in Eq. (21), mentre per la direzione longitudinale in Eq. (22).

$$T_{el}=0.071H^{0.96} \quad (21)$$

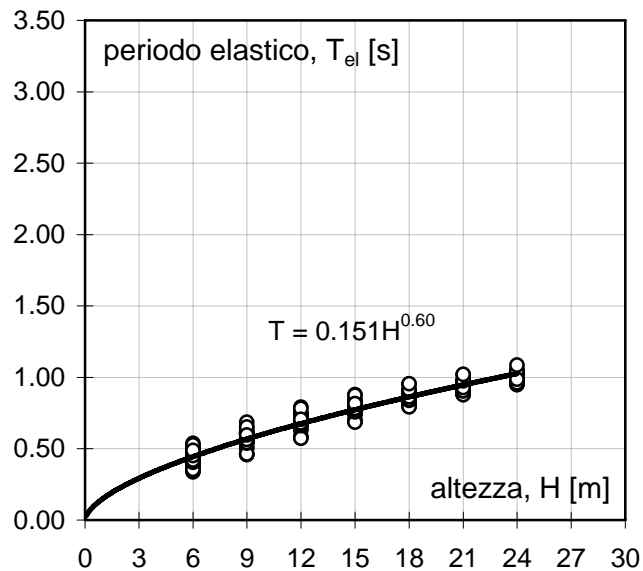
$$T_{el}=0.151H^{0.60} \quad (22)$$

Con riferimento alla direzione trasversale, con lo scopo di comparazione, è ricavata la formulazione periodo-altezza anche nell'ipotesi di assenza di vano scala, Eq. (23).

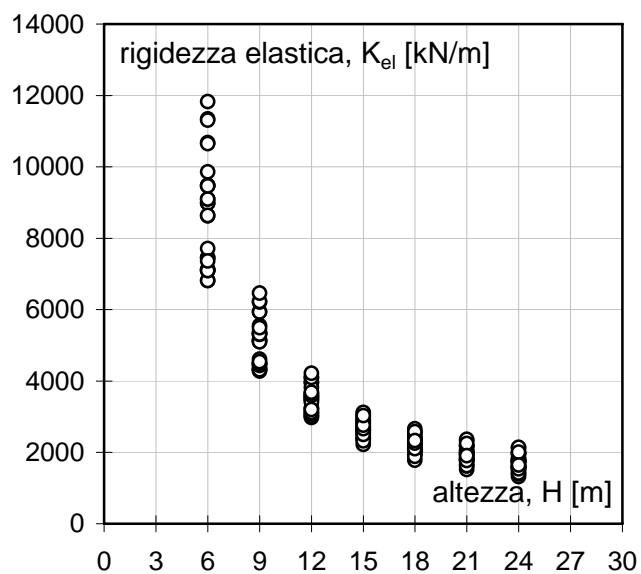
$$T_{el}=0.105H^{0.94} \quad (23)$$



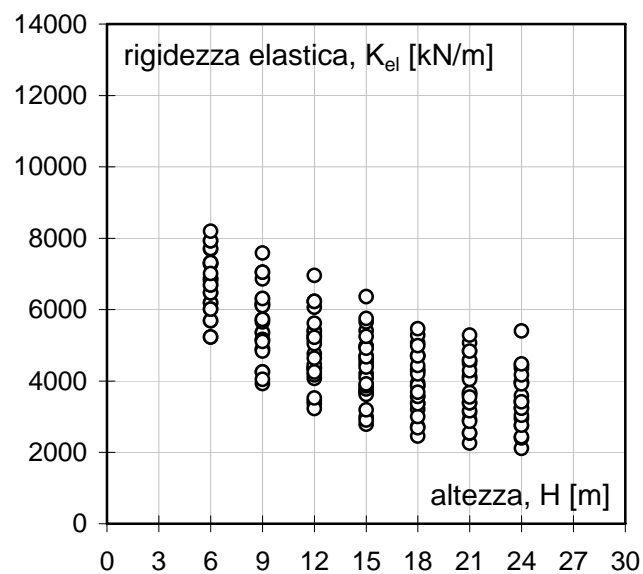
(a)



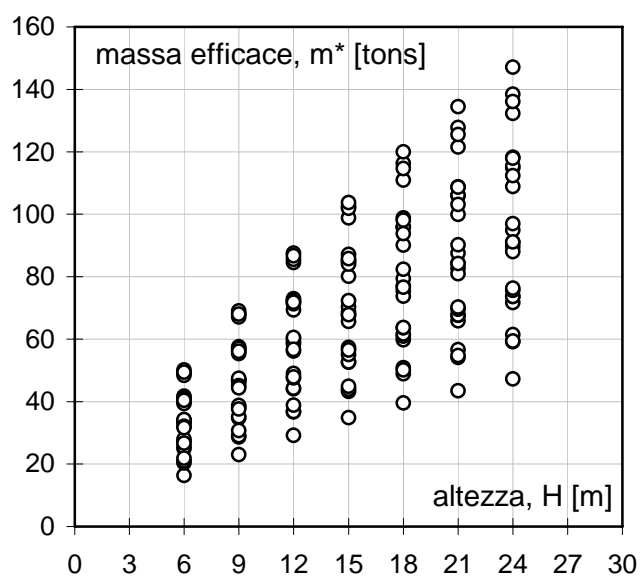
(d)



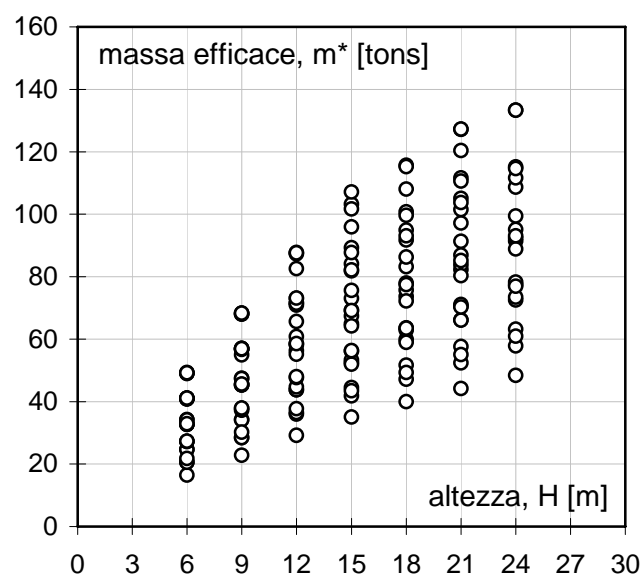
(b)



(e)



(c)



(f)

Figura 5. Periodo elastico. Direzione trasversale: (a) relazione periodo altezza edificio, (b) relazione rigidezza elastica altezza edificio; (c) relazione massa efficace altezza dell'edificio. Direzione longitudinale: (d) relazione periodo altezza edificio, (e) relazione rigidezza elastica altezza edificio; (f) relazione massa efficace altezza dell'edificio

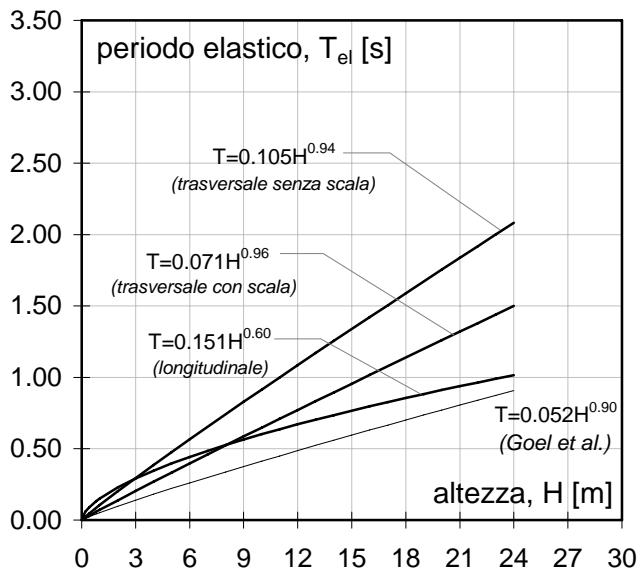


Figura 6. Periodo elastico. Comparazione tra le relazioni periodo-altezza ricavate e quella di (Goel et al., 1997)

In Figura 6 è riportato un confronto tra le relazioni periodo altezza per le due direzioni considerate. Si evidenzia come in generale la direzione trasversale risulti caratterizzata da un periodo maggiore rispetto alla corrispondente direzione longitudinale, con un scarto percentuale crescente all'aumentare dell'altezza. Solo per altezze inferiori ai 9 m la direzione trasversale mostra un controtendenza rispetto a tale risultato.

Inoltre, con riferimento alla direzione trasversale l'ipotesi di assenza di vano scala conduce ad un incremento di periodo mediamente costante lungo l'altezza e pari in media a circa il 40% rispetto alla modellazione strutturale in cui esso è tenuto in conto. Infine è riportata, solo quale riferimento di letteratura visto che è plausibile che gli edifici in oggetto siano molto diversi ad esempio per filosofia strutturale, la relazione periodo altezza di miglior regressione proposta da (Goel et al., 1997). Quest'ultima tende, come è forse da aspettarsi, a fornire periodi inferiori ad entrambe le direzioni analizzate.

Tuttavia, così come evidenziato in precedenza, l'entità della massa efficace e della rigidità traslazionale risulta correlata anche alle dimensioni planimetriche del generico edificio, non contenute nella tradizionale formulazione di potenza espressa in funzione del solo parametro altezza. In tal senso, in alternativa all'espressione periodo-altezza precedentemente ricavate, è adottata una formulazione di potenza del tipo:

$$T = \alpha H^{\beta} S^{\gamma} \quad (24)$$

dove S esprime la superficie in pianta dell'edificio.

Una analisi di regressione sull'intera popolazione dei periodo elastici consente di specializzare l'espressione in Eq. (25) per la direzione trasversale, mentre per la direzione longitudinale in Eq.(26).

$$T_{el} = 0.009H^{0.96}S^{0.37} \quad (25)$$

$$T_{el} = 0.041H^{0.61}S^{0.21} \quad (26)$$

Un confronto tra le due formulazioni può effettuarsi attraverso la valutazione dell'errore standard correlato alla analisi di regressione condotta. Tale parametro rappresenta, nell'ipotesi di una elevata popolazione di dati, la deviazione standard tra i periodi valutati e quelle ricavati dalla regressione:

$$\sigma_T = \sqrt{\frac{(\log T - \log T_i)^2}{n-1}} \quad (27)$$

dove T rappresenta il periodo ricavato dalla formulazione approssimata, T_i il periodo valutato dall'analisi del singolo edificio mentre n è il numero totale della colazione dei periodi valutati. In Tabella 1 sono riportate, con riferimento alle due direzioni longitudinale e trasversale, l'errore standard corrispondente alla migliore regressione condotta con le due formulazioni adottate. La comparazione degli errori standard associati alle due formulazioni conferma le considerazioni precedentemente effettuate sul ruolo che hanno le dimensioni in pianta sulle grandezze di definizione del periodo.

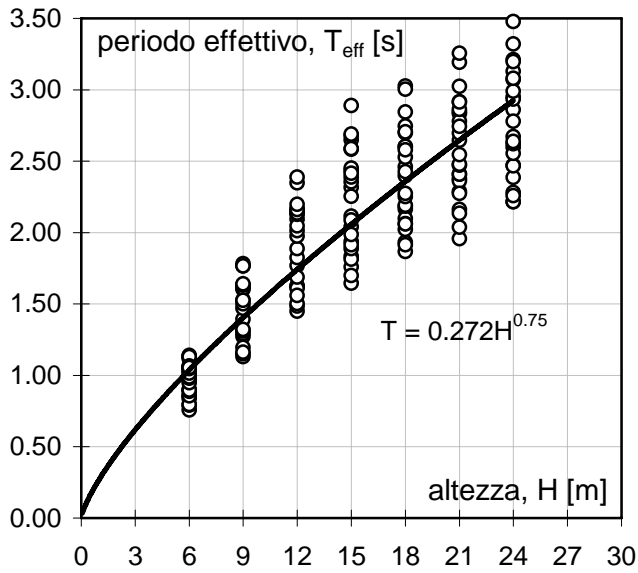
L'impiego di una esplicita formulazione del periodo in funzione anche della superficie S riduce σ_T nella misura del 50% .

Tabella 1. Analisi di regressione: periodo elastico

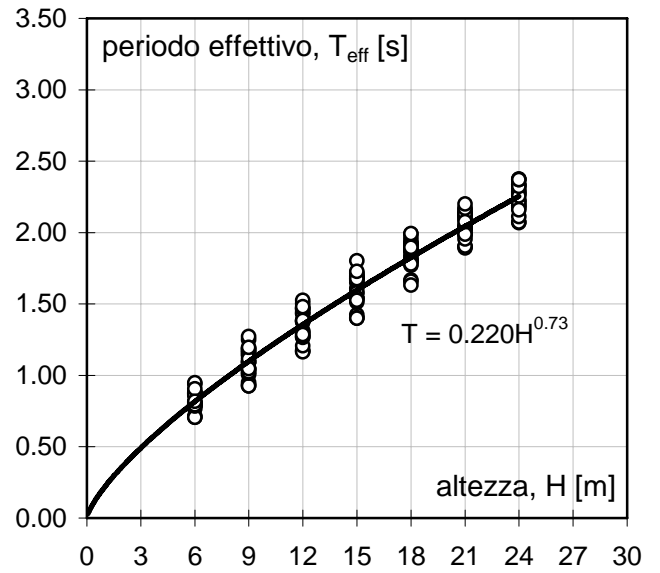
Direzione	Errore standard, σ_T	
	$T = \alpha H^{\beta}$	$T = \alpha H^{\beta} S^{\gamma}$
Trasversale	0.128	0.059
longitudinale	0.136	0.051

Le analisi statiche non lineari condotte secondo la procedura descritta nella sezione 4.2 consentono di ricavare i periodi effettivi della popolazione degli edifici oggetto di studio.

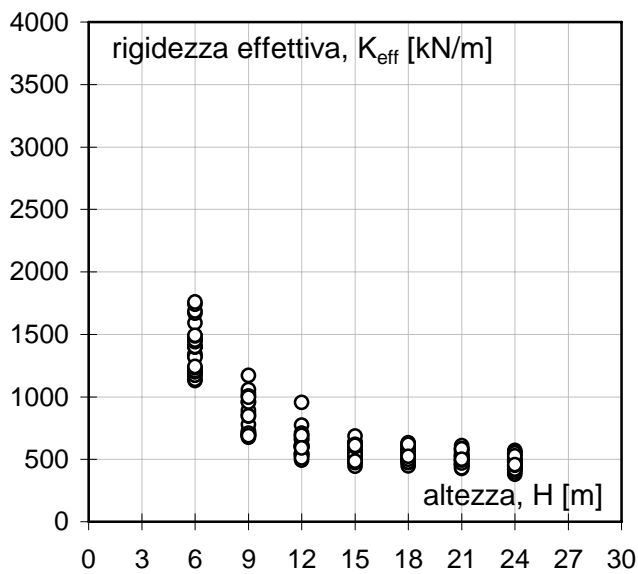
In particolare, in Figura 7 (a) e (c) è riportato l'andamento dei periodi effettivi al variare dell'altezza dell'edificio. Analogamente a quanto già evidenziato per il caso elastico la direzione trasversale risulta definita da un periodo effettivo maggiore rispetto al corrispondente periodo valutato in direzione longitudinale. Infatti, come si evince in Figura 7, pannelli (b) e (d), la direzione trasversale mostra una maggiore deformabilità traslazionale nella misura di circa il 70% pressoché costante lungo l'altezza. Inoltre, anche nel caso non lineare, la direzione longitudinale evidenzia una maggiore variabilità della rigidità traslazionale a parità di altezza. Ciò conduce ad una minore variabilità del periodo effettivo rispetto alla direzione trasversale.



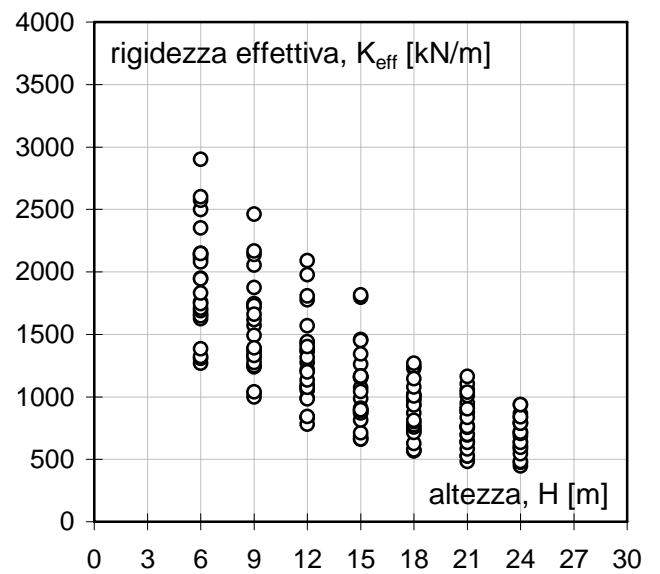
(a)



(c)



(b)



(d)

Figura 7. Periodo effettivo. Direzione trasversale: (a) relazione periodo altezza edificio, (b) relazione rigidità elastica altezza edificio;. Direzione longitudinale: (c) relazione periodo altezza edificio, (d) relazione rigidità elastica altezza edificio.

La definizione delle due formulazioni per il caso del periodo effettivo è effettuata ancora una volta mediante una analisi di regressione sulla popolazione analizzata. In particolare, la relazione periodo-altezza si specializza per la direzione trasversale in Eq. (28) mentre per la direzione longitudinale in Eq. (29).

$$T_{\text{eff}} = 0.272H^{0.75} \quad (28)$$

$$T_{\text{eff}} = 0.220H^{0.73} \quad (29)$$

In Figura 8 è riportato un confronto tra le relazioni periodo-altezza per le due direzioni considerate. In particolare, la direzione trasversale risulta caratterizzata da un periodo maggiore rispetto alla corrispondente direzione longitudinale, con uno scarto percentuale pressoché costante lungo l'altezza nella misura di circa il 18%.

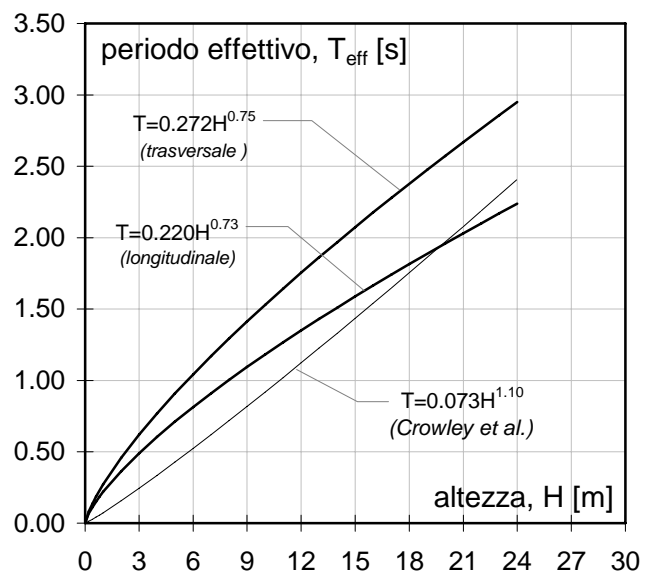


Figura 8. Periodo effettivo. Comparazione tra le relazioni periodo-altezza ricavate e quella di (Crowley et al., 2004)

Inoltre, le due espressioni sono comparate con la relazione periodo-altezza proposta da (Crowley et al., 2004); essa tende, in generale, a sottostimare il periodo effettivo definito dalle Eq. (28) e (29) per ambedue le direzioni analizzate.

La relazione periodo-altezza-superficie diventa nel caso del periodo effettivo per la direzione trasversale quella in Eq. (30), mentre per la direzione longitudinale quella in Eq. (31).

$$T_{\text{eff}}=0.009H^{0.75}S^{0.39} \quad (30)$$

$$T_{\text{eff}}=0.101H^{0.74}S^{0.21} \quad (31)$$

In Tabella 2 è riportato l'errore standard corrispondente alla migliore regressione condotta con le due formulazioni adottate e per le due direzioni analizzate. Diversamente da quanto osservato per il caso elastico l'adozione della formulazione in funzione della superficie S non mostra una evidente riduzione della deviazione standard lungo la direzione longitudinale. Viceversa, in direzione trasversale, si registra una riduzione della deviazione standard nella misura del 40%.

Tabella 2. Analisi di regressione: periodo effettivo.

Direzione	Errore standard, σ_T	
	$T=\alpha H^\beta$	$T=\alpha H^\beta S^\gamma$
Trasversale	0.152	0.087
longitudinale	0.069	0.055

6 CONCLUSIONI

Il periodo svolge un ruolo primario nella valutazione della prestazione sismica degli edifici in c.a.. I principali codici internazionali propongono relazioni semplificate del periodo in funzione dell'altezza dell'edificio. Tuttavia, gran parte di tali relazioni sono state concepite secondo moderni criteri di progettazione sismica ben diversi da quelli che caratterizzano gli edifici esistenti. Quest'ultimi presentano una notevole variabilità strutturale che si può riflettersi sulla risposta sismica degli stessi. Tali aspetti sono stati analizzati e discussi con riferimento a una popolazione di edifici progettati ad hoc e definiti da una configurazione strutturale denominata a telai piani paralleli. In generale, i risultati evidenziano una consistente differenza dei periodi elastici ed effettivi lungo le due direzioni, longitudinale e trasversale. Inoltre, l'aggiunta del parametro superficie consente di spiegare, principalmente lungo la direzione trasversale, la grande variabilità osservata non ben catturata dall'altezza dell'edificio. Infine, come risulta plausibile, i periodi della popolazione di edifici analizzati tendono, in media, a sovrastimare quelli derivanti dalle formulazioni adottate dalle principali normative internazionali.

RINGRAZIAMENTI

Lo studio presentato in questo lavoro è stato sviluppato nell'ambito della Linea 2 del progetto triennale, 2005/2008, *ReLUIS – Dipartimento della Protezione Civile*.

BIBLIOGRAFIA

- Applied Technological Council (1978). Tentative provisions for the development of seismic regulation for buildings, Rep. No, ATC3-06, Applied Technological Council, Paolo Alto, California
- CEN (2004) European Prestandard ENV 1998-1-4: Eurocode 8 – Design provisions for earthquake of structures, Part 1-4: Strengthening and repair of buildings. Comite European de Normalisation, Brussels.
- Chopra, A.K. (1995). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, N.J.
- Crowley, H. (2003), Periods of Vibration for Displacement-Based Assessment of RC Buildings, *MScDissertation*, ROSE School, University of Pavia, Italy.
- Crowley, H. and Pinho, R. (2004), Period-Height Relationship for Existing European Reinforced Concrete Buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 8, n° Special Issue 1, 93-119.
- FEMA, 2000. FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report No. FEMA 356, ASCE/FEMA Agency.
- Goel, R.K. and Chopra, A.K. (1997). Period formulas for moment-resisting frame buildings. *Structural Engineering Division ASCE*; 123:1454-1461.
- Hong, L. and Hwang, W. (2000). Empirical formula for fundamental vibration periods of reinforced concrete buildings in Taiwan, *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 29: 327-333.
- Iervolino, I., Manfredi, G., Polese, M., Verderame, G.M., Fabbrocino, G. (2007). Rischio sismico di classi di edifici in cemento armato. *XII Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Pisa, Italy.
- NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings (1994). Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, J.Wiley & Sons, New York.
- Priestley, M.J.N. (2003). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, IUSS Press, Pavia, Italy.
- Regio Decreto legge n° 2229 del 16 novembre 1939. Norme per la esecuzione delle opere in conglomerate cementizio semplice od armato.
- SEAOC (1996). Recommended lateral force requirements and commentary. Seismological Engineers Association of California, San Francisco, California
- Sugano, S. (1970). Experimental study on restoring force characteristics of reinforced concrete members, (in Japanese), University of Tokyo.
- Uniform Building Code (1997). International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
- Verderame, G.M., Polese, M., Mariniello, C., Manfredi, G. (2006). Seismic Capacity of RC Buildings: a Mechanical Approach Based on Simulated Design, *proceedings of the 2nd fib Congress*, Naples.